

Informe sobre la estabilidad y consolidación de un pilar de la iglesia de San Francisco (Santiago de Compostela)

por:

Santiago Huerta Fernández

colaboradora:

Paula Fuentes González

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Xunta de Galicia
Consellería de Cultura e Deporte
Dirección Xeral de Patrimonio Cultural

Madrid, diciembre de 2010

Índice

1. Introducción: Objetivo del informe	1
2. Marco teórico: enfoque del equilibrio de Heyman	1
2.1 El material: hipótesis del análisis límite	3
2.2 Condición de estabilidad; seguridad	3
2.3 Teorema Fundamental; límite inferior del coeficiente de seguridad	3
2.4 Movimientos y grietas	4
3. Descripción del estado actual del pilar y estimación de su carga	5
3.1 Carga sobre el pilar	6
3.2 Estructura interna del pilar	7
4. Cálculo del zunchado del pilar	8
4.1 Bases del cálculo	8
4.2 Proyecto del anillo decagonal de zunchado	11
4.3 Ejecución del anillo de zunchado	13
5. Refuerzo del pilar	15
5.1 Consideraciones preliminares	15
5.2 Refuerzo propuesto	16
6. Conclusiones	19
7. Bibliografía	20
8. Láminas	21

1. Introducción: Objetivo del informe

La iglesia de San Francisco se encuentra cerca de la plaza de la catedral en Santiago de Compostela. El primitivo convento de San Francisco se construyó en el siglo XIII. Se hundió hacia 1700 y fue reconstruido a mediados del siglo XVIII (entre 1742 y 1770) en estilo barroco y neoclásico, según las trazas de Simón Rodríguez.

La iglesia tiene planta de cruz latina, con tres naves y el crucero cubierto por una cúpula. El templo es grande y sobrio. (La luz de la nave central es de unos 13 m.) La fachada está rematada por dos torres de unos 50 m de altura. Las torres apoyan sobre los muros de fachada y laterales, y sobre sendos pilares de la nave.

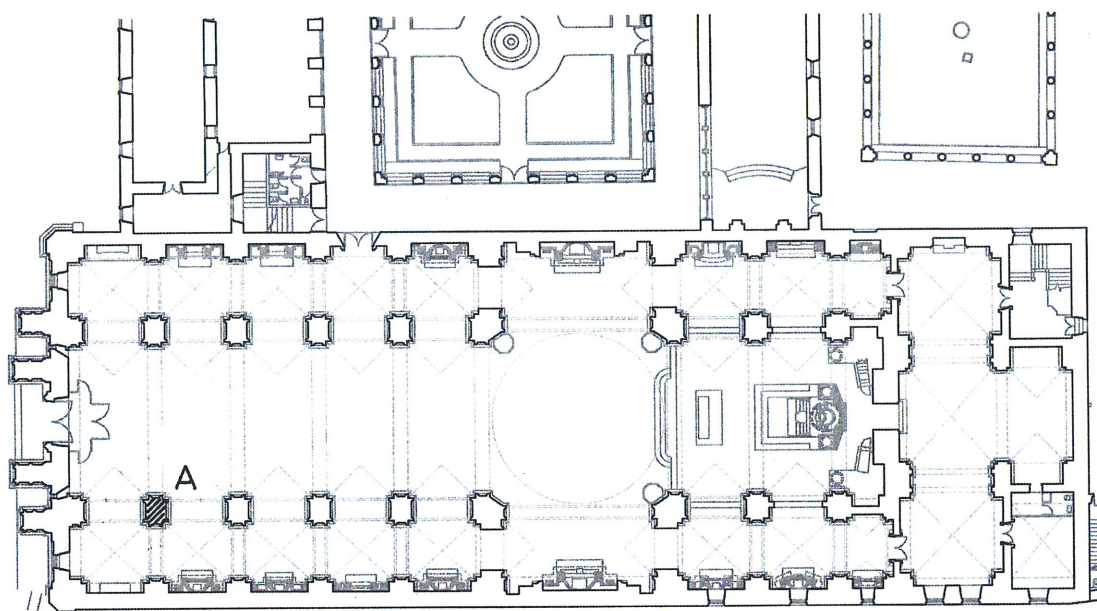
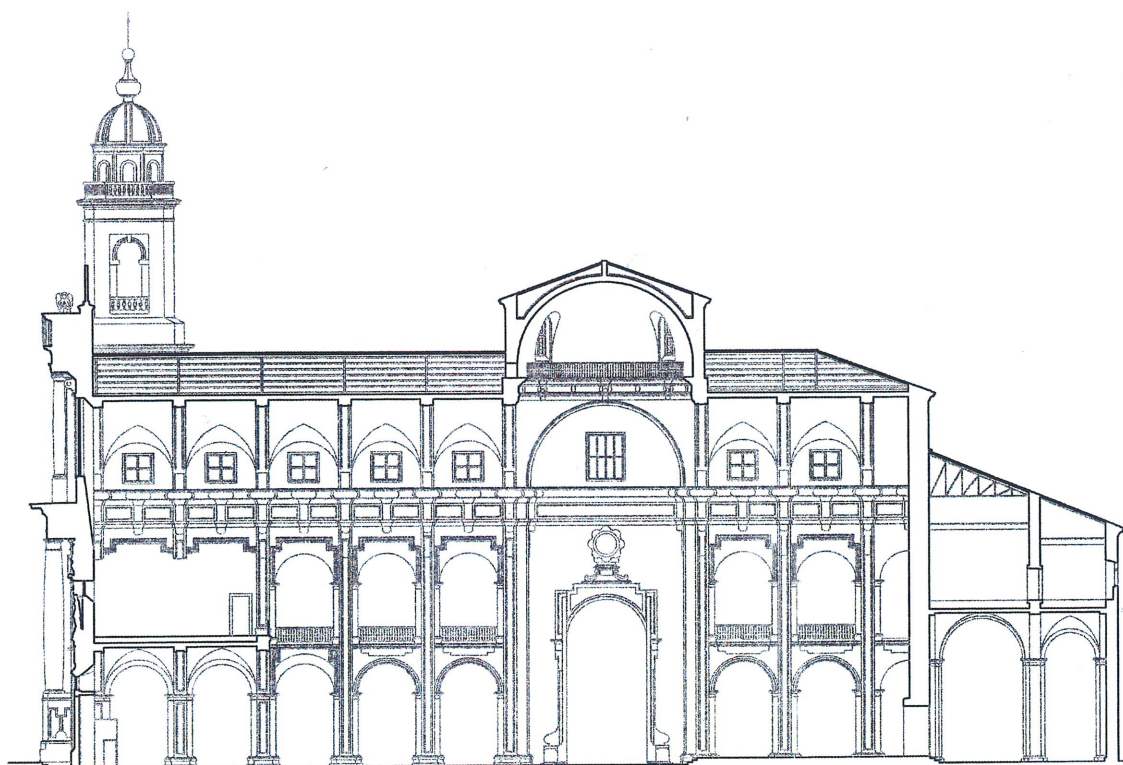
El objetivo del presente informe es estudiar la seguridad de uno de los pilares (marcado A en la planta de la figura 1) que soportan el peso de una de las dos torres de la fachada principal. El pilar muestra grietas y un abombamiento hacia afuera de la sillería en los cuatro lados. Por otra parte, en esa zona de la iglesia hay humedades en suelo y paredes. El otro pilar, simétrico, y en las mismas condiciones de carga, no muestra agrietamientos y abombamientos marcados, ni está expuesto a humedades.

El estudio pretende:

- 1) explicar el origen de los agrietamientos y abombamientos
- 2) estimar la seguridad del pilar en su estado actual
- 3) proponer las medidas de consolidación y refuerzo que se consideren necesarias en función de 1) y 2).

2. Marco teórico: enfoque del equilibrio de Heyman

Para contestar a las preguntas planteadas en el presente informe, que afectan al comportamiento estructural de la iglesia, es preciso utilizar la teoría de estructuras. La teoría convencional de estructuras de barras no es de aplicación a las estructuras históricas de fábrica. Al realizar los estudios se ha aplicado la teoría del Análisis Límite de Estructuras de Fábrica, tal y como la ha desarrollado fundamentalmente Heyman en los últimos años —véase Heyman (1995 y 1999). En este apartado se resumirán los principios e ideas fundamentales.



0 1 5 10 25 M

Figura 1. Planta y sección del convento de S. Francisco (Xunta de Galicia). El pilar objeto de estudio está marcado por A.

2.1 El material: hipótesis del análisis límite

Se considera la estructura de fábrica formada por un material rígido-unilateral, que resiste compresiones pero no resiste tracciones. Es decir, imaginamos la fábrica como un conjunto de bloques indeformables en contacto seco y directo que se sostienen por su propio peso. Supondremos también que las tensiones son bajas, no habiendo peligro de fallo por resistencia, y que el rozamiento entre las piedras es suficientemente alto como para impedir su deslizamiento. Estas tres hipótesis dan lugar a los Principios del Análisis Límite de las Fábricas:

- (1) la fábrica presenta una resistencia a compresión infinita;
- (2) la fábrica tiene una resistencia a tracción nula;
- (3) el fallo por deslizamiento es imposible.

La hipótesis (1) va ligeramente en contra de seguridad y se comprobará mediante un cálculo numérico. La suposición (2) va, evidentemente, a favor de seguridad. Finalmente, la hipótesis (3), vuelve a estar en contra de seguridad, pero los casos de deslizamiento entre piedras son extremadamente raros (suelen estar asociados a movimientos sísmicos).

2.2 Condición de estabilidad; seguridad

La condición de estabilidad de una fábrica construida con un material que cumpla los principios anteriores exige que la trayectoria de las fuerzas, la «línea de empujes», esté contenida dentro de la estructura; esto es, para cada sección hipotética de la estructura la resultante de las fuerzas debe estar contenida en su interior.

La seguridad está determinada, en cada sección, por la distancia relativa de la resultante de tensiones (empuje) a sus bordes. El coeficiente de seguridad es geométrico y definirá la posición que dicho empuje no debe sobrepasar dentro de cada sección. Los coeficientes de seguridad dependen del tipo y uso de la estructura, y tienen un carácter empírico. En particular, para el caso de edificios, son distintos para arcos y bóvedas y para estribos; el coeficiente de éstos últimos es mucho más restrictivo, por los motivos que se discutirán en el apartado dedicado a la seguridad del sistema de contrarresto.

2.3 Teorema Fundamental; límite inferior del coeficiente de seguridad

Si la estructura es hiperestática, como es habitual, será posible encontrar infinitas líneas de empujes contenidas dentro de la fábrica, que corresponden a las infinitas situaciones de equilibrio posibles (la línea de empujes no es más que una representación gráfica de las ecuaciones de equilibrio).

Si se cumplen los principios del análisis límite enunciados antes se puede demostrar —véase Heyman (1995, 1999)— el siguiente Teorema Fundamental del Análisis Límite (Teorema de la Seguridad o del Límite Inferior): *Dada una estructura, si es posible encontrar una situación de equilibrio compatible con las cargas que no viole la condición de límite del material (esto es, que no aparezcan tracciones) la estructura no colapsará. Aplicado a las fábricas: si es posible dibujar una línea de empujes contenida dentro de la estructura la estructura no se hundirá.* La potencia del Teorema radica en que la línea de empujes, es decir, la situación de equilibrio, puede ser elegida libremente. Elegida una línea, podremos aplicar las condiciones de seguridad a cada una de las secciones que atraviesa y obtener, de esta forma, un límite inferior para el coeficiente de seguridad geométrico: sabemos que la estructura tiene al menos ese coeficiente de seguridad (en general, sería posible encontrar una línea de empujes que diera una situación más favorable).

El problema de la seguridad de las fábricas es, pues, un problema de estabilidad. De los tres criterios fundamentales que debe cumplir una estructura (resistencia, rigidez y estabilidad), es éste último el que gobierna el proyecto de las fábricas: las tensiones son bajas y las deformaciones pequeñas. El criterio de estabilidad conduce a una visión de las estructuras de fábrica basada firmemente en la geometría: es la forma la que posibilita que las trayectorias de esfuerzos estén siempre dentro de los límites de la fábrica (para una exposición clara y muy detallada de este enfoque, véase Heyman, 1999; Huerta 2001, 2004).

2.4 Movimientos y grietas

Las grietas son algo natural en un material que no resiste tracciones. De hecho, los agrietamientos son la única forma de adaptarse a pequeñas variaciones en las condiciones de contorno (por ejemplo, a un pequeño desplazamiento de los estribos, etc.). Las grietas dividen la estructura en un conjunto «articulado» de bloques que se mueve y adapta a las nuevas condiciones de contorno. A cada movimiento corresponde un agrietamiento distinto y una estructura puede presentar a lo largo de su historia distintos agrietamientos, que corresponden a distintas posiciones de las líneas de empujes (distintas soluciones de las ecuaciones de equilibrio). Sin embargo, el Teorema Fundamental nos asegura que, si encontramos «un sistema de líneas de empujes» (esto es una cierta situación de equilibrio) dentro de la fábrica, aunque pueden moverse bruscamente, éstas nunca se saldrán de los límites de la fábrica con lo que la estabilidad está asegurada.

3. Descripción del estado actual del pilar y estimación de su carga

El pilar tiene una sección rectangular con un moldurado en las esquinas. Las dimensiones generales del rectángulo circunscrito son de $2,33 \times 1,93$, con un área de unos $4,50 \text{ m}^2$, ver Figura 2. Sin embargo, el área de la sección del pilar es bastante menor, y se ha calculado con cierta precisión en $3,24 \text{ m}^2$.

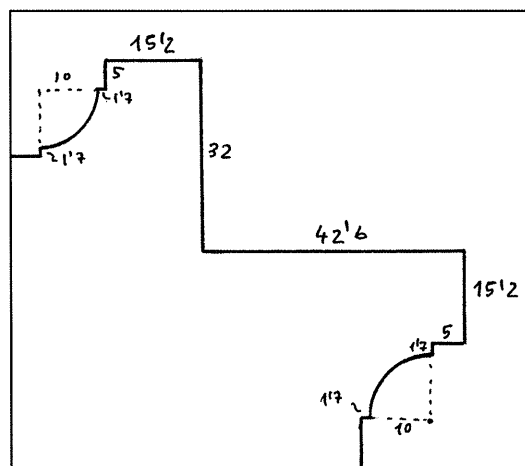
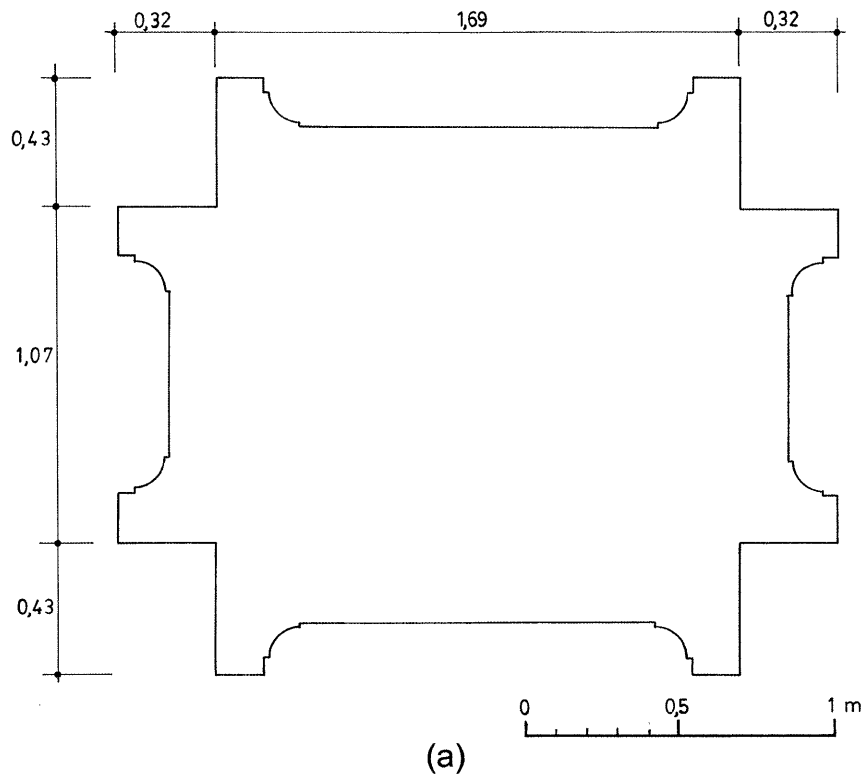


Figura 2. Sección del pilar A y detalle del moldurado de la esquina

3.1 Carga sobre el pilar

La carga del pilar se compone de: 1) el peso de las bóvedas del coro, la nave lateral y la nave central; 2) el peso de la torre.

Para calcular el peso de las bóvedas se puede suponer un área tributaria que soporta el pilar y un peso por unidad de superficie en proyección horizontal. El coro y la nave lateral dan unos 60 m²; para la nave se pueden tomar unos 40 m². Considerando 1 tonelada por metro cuadrado (incluyendo el peso de los rellenos), el peso de las bóvedas sería de alrededor de unas 100 t ó 1.000 kN.

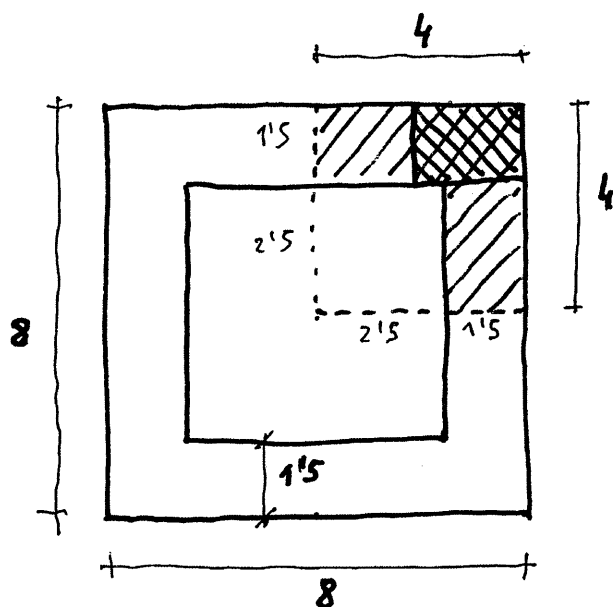


Figura 3. Sección tipo de la parte baja de la torre

La torre tiene una altura de unos 53 m desde la base hasta el cupulín (cf. Fig. 1). La asimilaremos, de forma conservadora, a un prisma hueco de 8 m de lado y un espesor de 1,5 m, con 50 m de altura. La sección tipo de la torre se ha dibujado esquemáticamente en la Figura 3. Esta sección abarca, en altura, unos 27 m hasta la cabeza del pilar. En el resto, unos 15 m, supondremos la sección cuadrada de 6×6 m² con un espesor de 1 m. Sobre el pilar actuará un volumen de fábrica igual a 1/4 del área de la torre por su altura, en cada tramo

$$\text{Área torre parte baja} = (4 \times 4) - (2,5 \times 2,5) = 9,75 \text{ m}^2$$

$$\text{Área torre parte alta} = (3 \times 3) - (2 \times 2) = 5 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen torre} = 9,75 \times 27 + 4 \times 15 = 263,25 + 60 = 323,25 \text{ m}^3$$

Considerando un peso específico de 25 kN/m^3 para la mampostería de piedra dura (Aragon 1909) , el pilar soporta un peso de

$$\text{Peso torre} = 323,25 \times 25 = 8.081 \text{ kN, unas } 800 \text{ t.}$$

La carga total sobre el pilar será, pues, de 9.081 kN . El pilar tiene un área de $3,24 \text{ m}^2$, y la tensión media en el pilar será de

$$\text{Tensión media} = 9.081/3,24 \text{ kN/m}^2 = 2.800 \text{ kN/m}^2 = 2,8 \text{ N/mm}^2 = 28 \text{ kg/cm}^2.$$

Se trata de una tensión alta, pero hay que tener en cuenta que se ha considerado la torre maciza en toda su altura, y para las bóvedas un peso de 1 t/m^2 , que equivale a un espesor de 40 cm de granito. No obstante, puede verse que es el peso de la torre lo que constituye el 90% de la carga sobre el pilar. Es posible que una medición más ajustada redujera el peso de la torre entre un 10% y un 30% y eso bajaría la tensión media a unos $2,0\text{-}2,5 \text{ N/mm}^2$ ($20\text{-}25 \text{ kg/cm}^2$), aceptable para una buena mampostería o sillería de granito.

3.2 Estructura interna del pilar

Para conocer la estructura interna del pilar se han realizado tres catas con extracción de testigos a tres alturas: cerca de la cabeza, en la mitad y cerca de los pies del pilar. El resultado es que el pilar está formado por unos paramentos exteriores de sillería de granito de entre $0,25$ y $0,35 \text{ m}$ y un núcleo interior de buena mampostería de granito de piedras grandes colocadas de forma casi concertada, esto es, dejando pequeñas juntas entre las piedras, Figura 4. No se trata, pues, de la usual mampostería de cascote que se encuentra en muchos muros de fábrica.

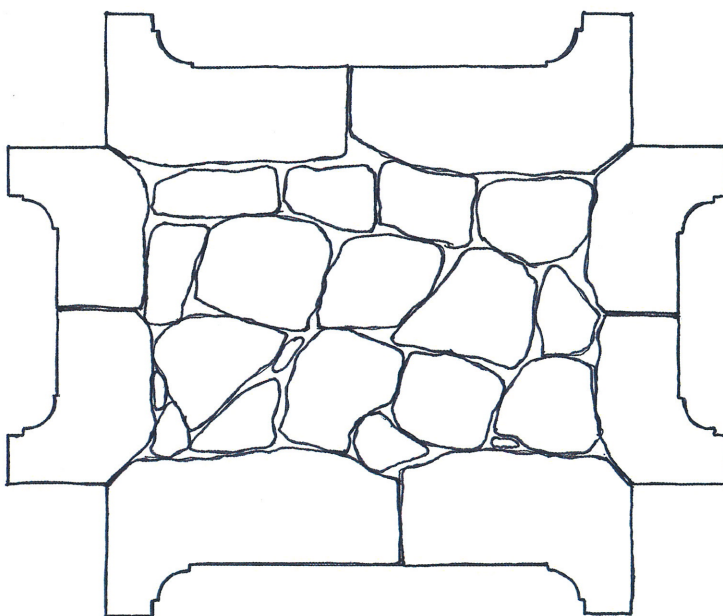


Figura 4. Estructura interna del pilar A

En la cata central, la mampostería parecía estar muy húmeda, si bien esto se puede deber al agua que hay que aportar para refrigerar el tubo de perforación. Sin embargo, la piedra aparecía prácticamente seca en la cata inferior y en la superior. La piedra húmeda se podía disgregar con la mano; esto no es infrecuente en los granitos de baja calidad que han estado sometidos a humedades de larga duración. Por tanto, el estado de la piedra en el interior puede que no sea tan bueno, si bien el aparejo puede considerarse bueno o muy bueno.

Sin embargo, la debilidad del pilar se encuentra en las uniones de los cuatro paramentos de sillería. En los dos pilares que soportan las torres nos encontramos con que dichos paramentos no están trabados entre sí, sino que acometen a una misma junta vertical, como se aprecia en la Figura 4. Se trata de una disposición inusual que debilita enormemente la fábrica del pilar.

Al entrar en carga, la mampostería asienta un poco más que los paramentos de sillería, de manera que la carga se traslada hacia el exterior en un primer momento. Si los paramentos estuvieran bien trabados, esto no sería un problema pues también es habitual que la piedra del exterior sea mejor que la del núcleo. En este caso, sin embargo, los paramentos han tenido que soportar el incremento de la carga y, dada la ausencia de conexión en las esquinas y la mala traba con el núcleo han “pandeado” hacia fuera produciéndose los abombamientos y agrietamientos que se aprecian en las fotografías.

Curiosamente, en el resto de los pilares de la nave se aprecia un intento tímido de crear la conexión introduciendo pequeñas piedras en “L” cada cuatro o cinco hiladas. Probablemente, los pilares de los pies que soportan la torres se construirían primero y luego “se corrigió” del defecto para el resto de pilares con mucha menos carga (posiblemente también con un núcleo peor).

4. Cálculo del zunchado del pilar

El aspecto externo del pilar, sus agrietamientos y abombamientos, hizo necesario zuncharlo antes de introducir las vibraciones que provoca la máquina de perforación. No se podía correr el riesgo de provocar el fallo del pilar, si, en el peor de los casos, el núcleo fuera de mala calidad o estuviera muy disgregado.

4.1 Bases del cálculo

El fallo de los pilares gruesos de fábrica se produce por formación de superficies de rotura. El problema fue estudiado por primera vez por Coulomb (1773) y Heyman (1972) lo discute en profundidad en su comentario a la memoria de Coulomb.

Así, pues, para calcular la fuerza del zuncho es preciso imaginar el posible fallo del pilar.

Con referencia a la Figura 5 (a), si el ángulo β define la inclinación del plano de fractura y llamamos P' a la fuerza desequilibrada en dicho plano en el momento del colapso, la fuerza horizontal a resistir sería

$$T = P' \cos \beta$$

El problema es hallar el máximo valor de $P' \cos \beta$ para poder dimensionar el zuncho.

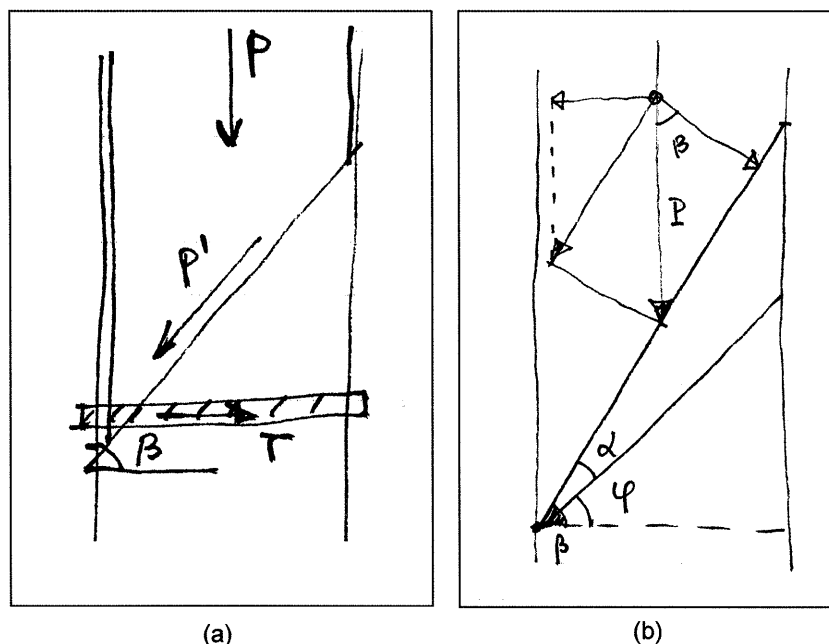


Figura 5. Colapso de un pilar de fábrica por formación de una superficie de rotura

Si llamamos φ al ángulo de rozamiento interno, β será siempre mayor que φ . Con referencia a la figura 5 (b):

$$\beta = \varphi + \alpha$$

y, de sencillas consideraciones geométricas se deduce que

$$P' = P (\sin \beta) - P (\cos \beta \tan \varphi)$$

esto es

$$P' \cos \beta = P [(\sin \beta) (\cos \beta) - (\cos^2 \beta) (\tan \varphi)] \quad (1)$$

El valor de β para el que se produce el fallo será aquel que hace máxima esta expresión, esto es, cuando el término entre corchetes se hace máximo. Esta misma expresión aparece en la memoria de Coulomb de 1773. Heyman (1972) de muestra que,

$$\tan \beta = \tan \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \varphi \right)$$

y por tanto,

$$\beta = \frac{1}{4} \pi + \frac{1}{2} \varphi.$$

Para la mampostería es habitual tomar un ángulo de rozamiento de $\pi/4$, de manera que

$$\beta = \frac{1}{4} \pi + \pi/8 = (3/8)\pi = 67,5^\circ.$$

Para este valor de β el término entre corchetes de la ecuación (1) vale 0,21, de manera que

$$P' \cos \beta = 0,21 P = P/5$$

La carga P representa el peso total que soporta el pilar que habíamos estimado en 9.081 kN. El zuncho deberá resistir, pues, una tracción horizontal

$$T = P' \cos \beta = 9.081/5 = 1816 \text{ kN (ó 182 t)}.$$

Esto implica que habría que disponer un dispositivo de zunchado que resistiera esta fuerza horizontal total, impidiendo el fallo por cortante según la superficie de rotura. Se pueden considerar dos posibilidades, según el lado corto o el largo como se indica en el croquis de la Figura 6 (a). Dado que la altura de las hiladas es de unos 0,30 m (un pie) para el caso de la mayor superficie de fractura harían falta 5 ó 6 zunchos que se podrían disponer según el croquis de la Figura 6 (b).

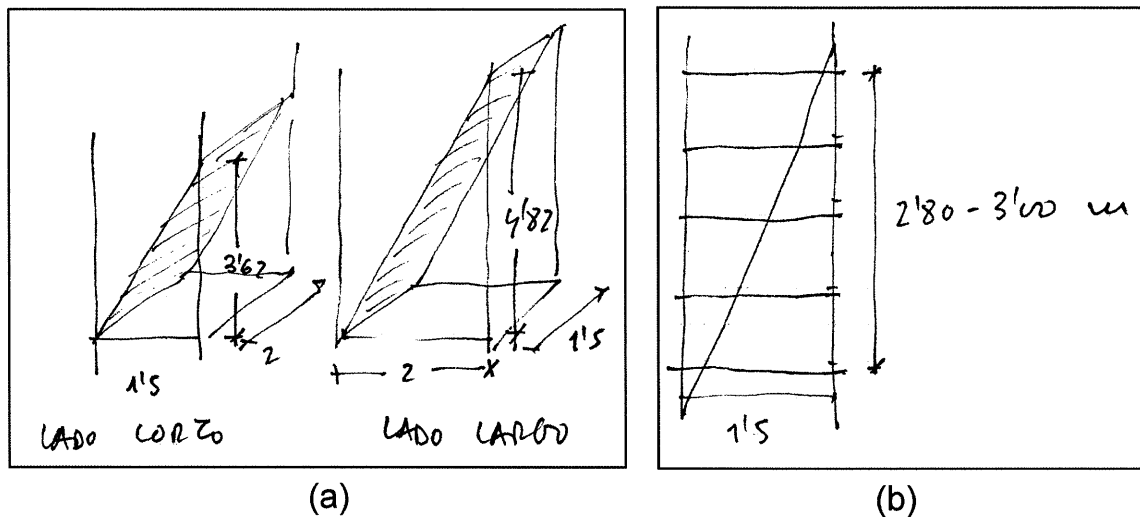
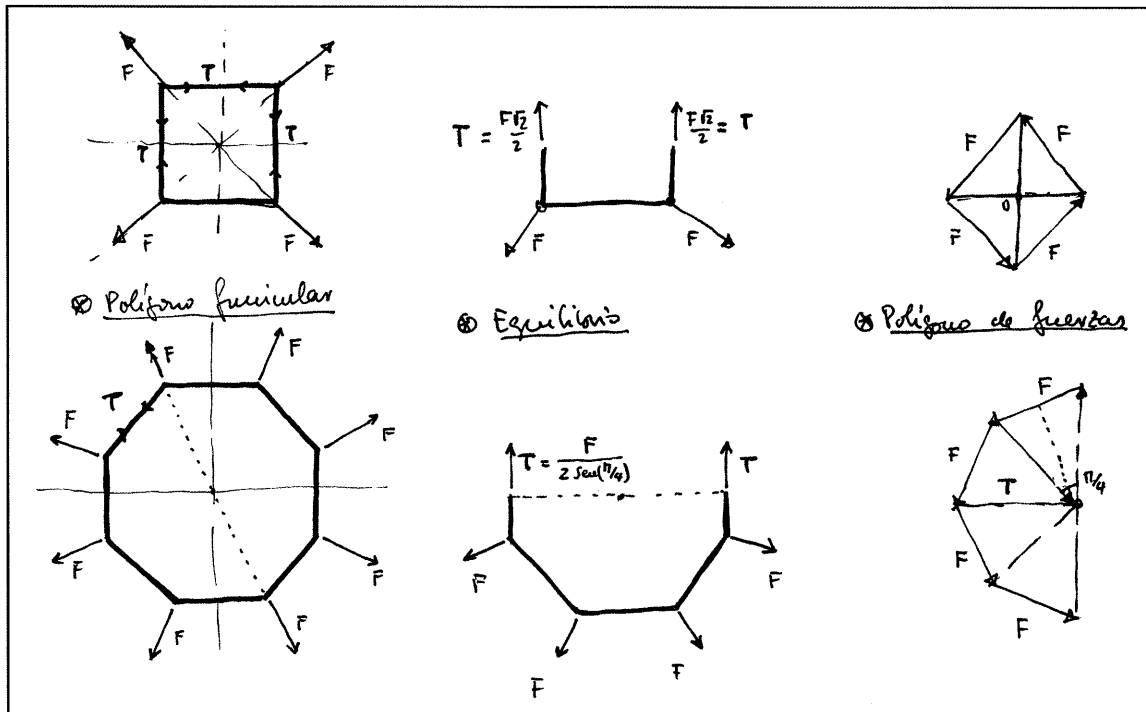


Figura 6. (a) Posibles superficies de fractura; (b) Número de zunchos necesarios para impedir el fallo por cortante

Cada zuncho debería entonces resistir una carga horizontal de entre 1816/5 y 1816/6 kN, esto es, 363 y 302 kN (37 y 30 tons). Para producir estas fuerzas horizontales es preciso disponer un zuncho poligonal.

4.2 Proyecto del anillo decagonal de zunchado

Dado que el pilar tiene forma rectangular será preciso adaptar el polígono a su forma. Una forma adecuada para un pilar cuadrado es el octógono regular. En la Figura 7 se recoge un croquis que explica las relaciones entre polígonos funiculares regulares y sus correspondientes polígonos de fuerzas, que resultan ser el mismo polígono girado 90° y con radios vectores

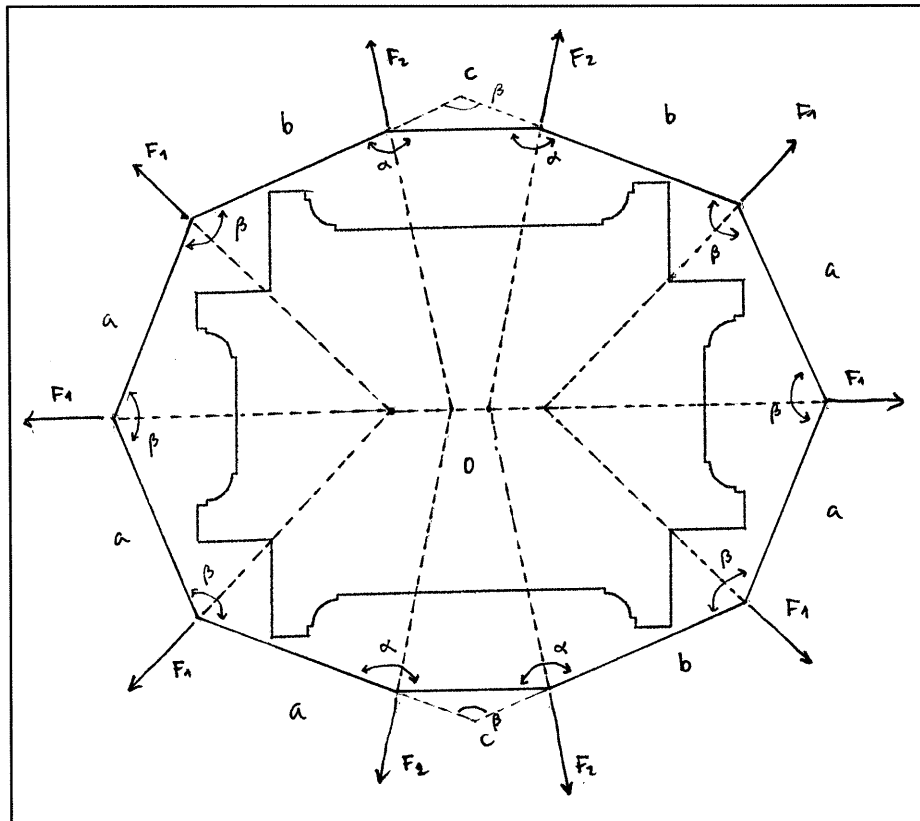


desde su centro (de hecho ambas figuras son recíprocas, y el polígono de fuerzas es el diagrama de Maxwell para este caso particular).

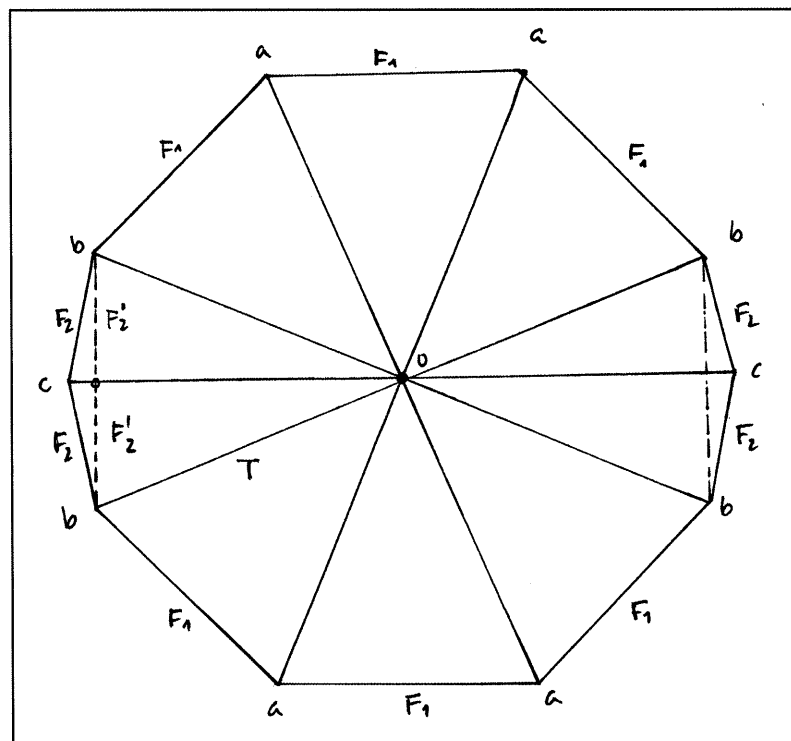
Figura 7. Ejemplos sencillos de polígonos funiculares regulares y polígonos de fuerzas

Resulta sencillo ver que el polígono de fuerzas de un octógono (polígono funicular) en equilibrio con fuerzas radiales iguales que pasan por su centro es otro octógono con radios vectores que parten de su centro, girado 90° .

Si, manteniendo los ángulos de los vértices y la dirección de las fuerzas, alargamos o acortamos simétricamente los lados del octógono regular, obtendremos un octógono irregular en equilibrio con el mismo polígono de fuerzas. Esto es lo que se ha hecho en la Figura 8 (a) para obtener el octógono base en equilibrio con fuerzas F_1 y con una tracción T en los lados, Figura 8 (b). Luego, para adaptarse mejor a la forma rectangular y distribuir mejor la carga, se ha “cortado” el vértice c , esto es, la fuerza F_1 se ha descompuesto en dos fuerzas F_2 , como se ve en el polígono de fuerzas (Fig. 8(b)). El anillo se ha convertido en un decágono. El proceso seguido creemos que supone un método rápido de proyecto basado.



(a)



(b)

Figura 8. Polígono de zunchado: (a) Geometría obtenida como “distorsión” de un octógono regular, manteniendo los ángulo de los vértices; (b) Polígono de fuerzas.

La geometría es simple. El ángulo $\beta = \pi - \pi/4 = (3/4)\pi$ ($=135^\circ$) y el ángulo $\alpha = \beta/2 + \pi/2 = (7/8)\pi$ ($= 157,5^\circ$). Por referencia a los croquis de la Figura 7, se deduce que la fuerza horizontal total en cualquiera de los dos sentidos será

$$F_H = T \cos (\beta/2) = 2 T \cos (3\pi/8) = (0,765)T.$$

$$T = 1,31 F_H$$

Habíamos estimado esta fuerza F_H más arriba entre 363 y 302 kN. Tomando el valor menor, esto es suponiendo que se colocan 6 zunchos, y considerando un acero S450, el área necesaria del zuncho deberá resistir una tracción de 396 kN.

$$\text{Área del zuncho} = (396.000) / (450) = 880 \text{ mm}^2$$

Dos redondos de 25 mm de diámetro dispuestos de la manera dicha, resistirían el colapso del pilar (área $2 \times 491 = 982 \text{ mm}^2$). Dos L 50.5 también cumplirían (área $2 \times 480 = 960 \text{ mm}^2$).

4.3 Ejecución del anillo de zunchado

Estos dos elementos se han empleado en el proyecto del zuncho. Como se puede ver en la Figura 9 la carga se transmite mediante tabloncillos y tacos de madera. Sobre éstos se anclan las uniones 1, 2 y 3 que se detallan en la Figura 10. El zuncho se puede tensar gracias a los dos redondos roscados de 25 mm de diámetro. En la Figura 9 se ha dibujado el esquema geométrico básico. Los detalles de la Figura 10 se deberán ajustar a las irregularidades del pilar (por ejemplo, el abombamiento hace que, de hecho, sea de sección variable). El diagrama muestra los ejes de las barras y marca los ángulos β (135°) y α ($157,5^\circ$), así como las distancias principales. Si hubiera que mover algún vértice habría que hacerlo siempre manteniendo los ángulos.

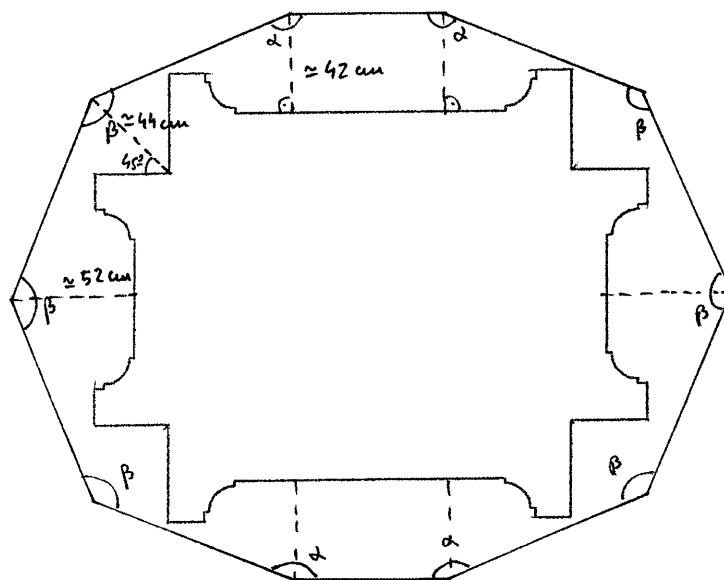


Figura 9. Geometría básica del anillo de zunchado

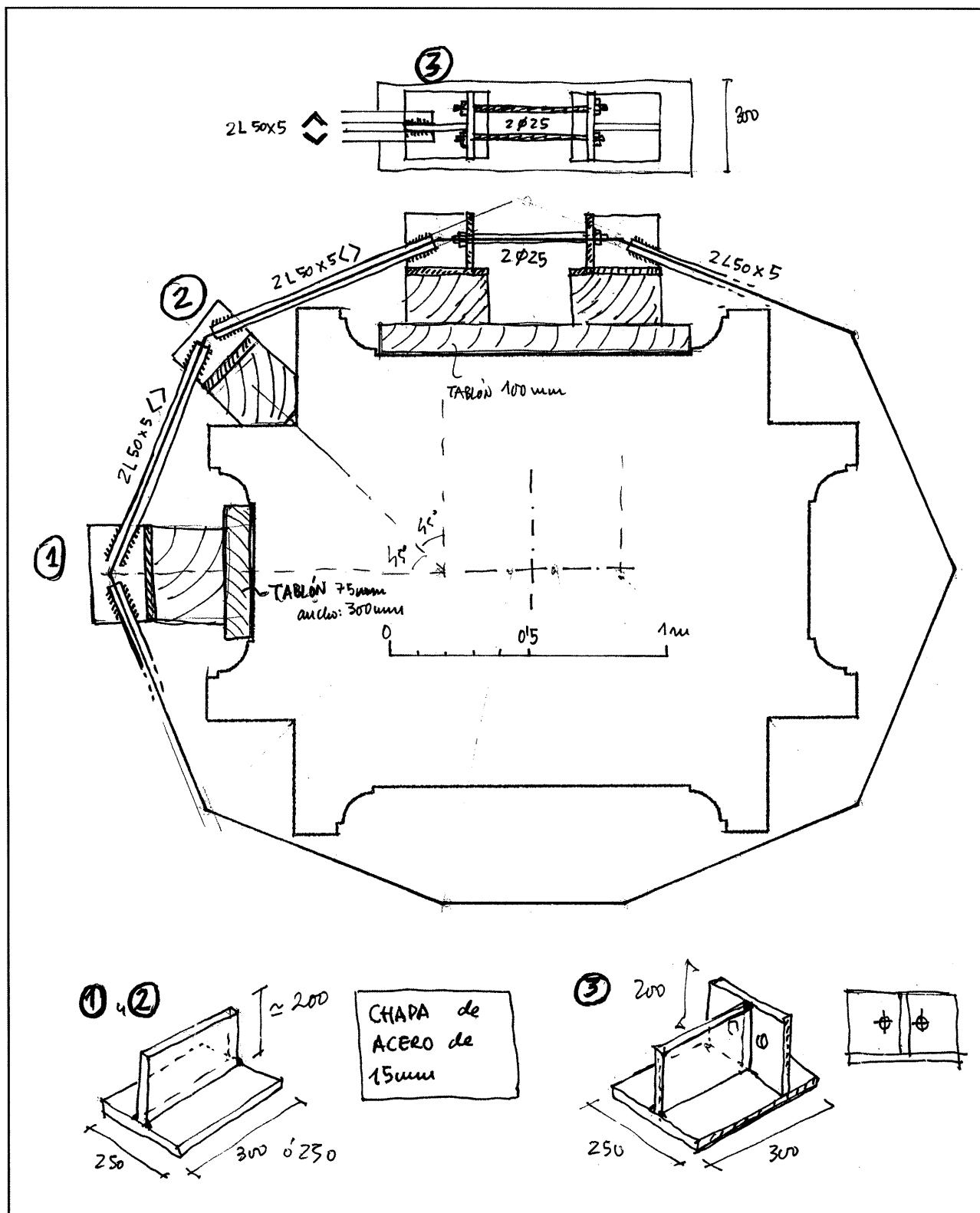


Figura 10. Proyecto del anillo de zunchado. Se colocaron 6 anillos, cada dos hiladas, dejando las juntas libre.

5. Refuerzo del pilar

5.1 Consideraciones preliminares

El resultado de las catas ha demostrado que el núcleo del pilar es de mampostería de granito bien concertada, no habiéndose detectado en las tres catas material suelto o una proporción apreciable de huecos. El granito apareció en una de las catas bastante degradado por la humedad. Dado que el defecto se encontró en la parte intermedia parece que podría atribuirse a la mala calidad de la piedra en esa hilada, puesto que en la cata cerca de la base la piedra estaba en buen estado.

La debilidad principal del pilar, como se ha dicho antes, proviene de la mala ejecución. La particular forma de las molduras de las esquinas hubiera obligado a emplear piedras de gran tamaño para conseguir una adecuada traba de esquina con aparejo de mayor y menor. La decisión tomada de no trabar los cuatro paramentos del pilar es el origen de todos los daños, grietas y abombamientos, que se observan en el pilar.

La intervención propuesta va dirigida, principalmente, a remediar este vicio, esto es, a unir los paramentos al relleno de mampostería. La única forma de hacerlo es realizando cosidos, esto es, introduciendo barras de un material resistente a tracción que quedarán ancladas a la mampostería por adherencia mediante algún tipo de lechada de mortero o resina.

Las barras pueden ser de acero corrugado normal, de acero inoxidable o de fibra de vidrio. Éste último material, a pesar de su alta resistencia a tracción, es frágil y su uso debería estar restringido a casos especiales. Para el caso que nos ocupa el material más adecuado es el acero inoxidable; así, pues, se emplearán barras corrugadas de acero inoxidable.

En cuanto al material de inyección, realmente apenas hay estudios publicados sobre el efecto a largo plazo de los distintos materiales.

El empleo de lechadas de cemento Portland ha sido la regla general y se han aplicado, en el caso de barras de acero normal, el mismo tipo de recubrimientos que los recomendados en la normativa del hormigón. Para el caso de acero inoxidable estos recubrimientos se podrían reducir, si bien hay que dejar siempre un espacio suficiente para poder realizar la inyección de la lechada. En los últimos dos decenios se ha generalizado el empleo de las resinas tipo epoxi, que se consideran actualmente como “la mejor solución”. Un breve vistazo a la historia de la restauración de monumentos hace que se miren con escepticismo este tipo de materiales “milagrosos” que supuestamente resuelven todos los problemas. La resina produce una unión muy eficaz, pero la unión es frágil, y puede ocurrir que la resina simplemente arranque una capa de la piedra deteriorada. En cualquier caso, desconozco la realización de ensayos sistemáticos sobre fábricas antiguas.

En cualquier caso, el efecto de los “cosidos adecuados” en el aumento de la resistencia de una fábrica degradada es muy notable. En los experimentos realizados por Dahmann (1985) sobre muros de ensayo se demostró que la fábrica aumenta su resistencia en más de un 85%. De hecho, las barras forman “perpiaños” que atan los paramentos al núcleo mejorando de forma evidente el comportamiento de la fábrica. En efecto, consideramos “cosidos adecuados” aquellos realizados respetando el aparejo de la fábrica y que no pretenden variar su comportamiento estructural. Así, para muros y pilares los cosidos adecuados, de manera general y con la posibilidad de excepciones concretas, se realizan en planos horizontales.

5.2 Refuerzo propuesto

En base a lo anterior se utilizarán barras corrugadas de acero inoxidable de 10 mm de diámetro. La elección del diámetro es, en cierto modo, arbitraria. Muy probablemente bastaría con un diámetro menor (5 mm), pero el coste de la operación y su carácter irreversible recomienda asegurar que la intervención será eficaz durante un período de tiempo muy largo. El exceso de acero incluye un coeficiente de seguridad sobre eventualidades futuras y, también, sobre la posible corrosión a muy largo plazo (hay más margen para la reducción de sección).

En cuanto a la lechada de inyección, sólo se han realizado pruebas con lechadas de cemento Portland. En este caso, dado el pequeño volumen de la inyección, se podría usar sin que aparecieran los usuales problemas asociados. No se ha podido encontrar ningún ejemplo del empleo de lechadas de mortero hidráulico de cal, y esto desaconseja su empleo. Como solución de compromiso se propone la inyección con una lechada bastarda, estos es de cemento Portland con un poco de mortero de cal, para aumentar la plasticidad.

Los cosidos se harán según el esquema de la Figura 11, a hiladas alternas. Se realizará una perforación de 30 mm de diámetro, para asegurar un recubrimiento de unos 10 mm para las barras de acero. En las perforaciones se extraerá un taco de 20 mm de profundidad para poder tapar el hueco una vez realizada la inyección. Los cosidos tendrán las longitudes que se indican en la siguiente Tabla.

Redon- dos	longitud (m)	número	long. Total
a	0,9	8	7,2
b	1,1	6	6,6
c	0,85	4	3,40

Dado que los cosidos tienen más de la mitad del espesor del pilar en las dos direcciones, el cosido final forma una malla que une solidariamente las piedras en la hilada correspondiente.

La longitud total de redondos es de 17,20 m por hilada, por seis hiladas son 73,2 m lineales de cosido. Posiblemente, la realización de más catas que demostrara que la fábrica está en su conjunto como las catas superior e inferior, permitiría hacer el cosido cada dos hiladas. Pero a falta de esta información, el cosido a hiladas alternas parece razonable.

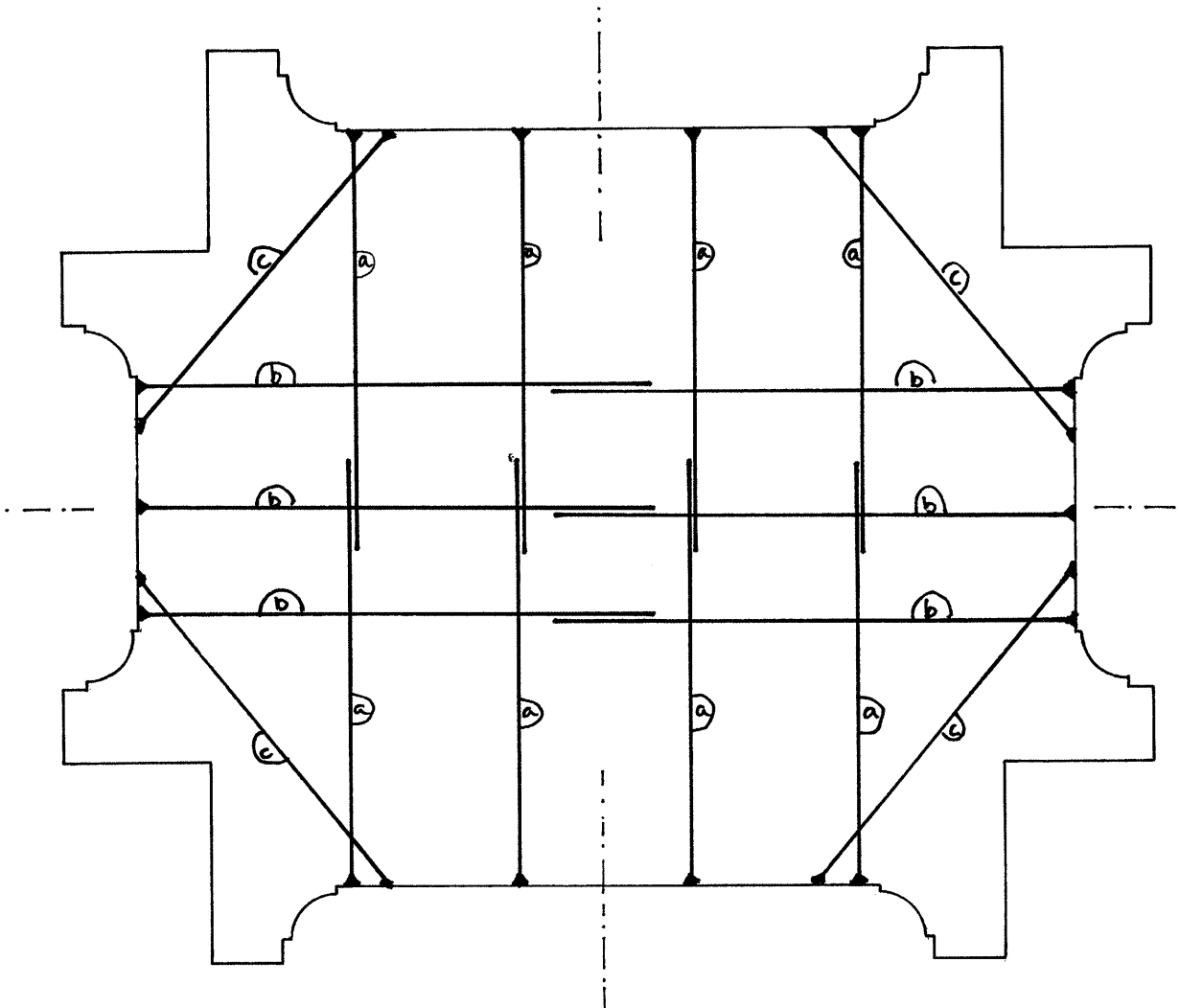


Figura 11. Disposición de los cosidos en una hilada tipo



Figura 12. Esquema del cosido a hiladas alternas

6. Conclusiones

- 1) El pilar objeto de estudio presenta agrietamientos y abombamientos visibles y, en principio, alarmantes. El principal origen de estos daños es el defectuoso aparejo del pilar, sin traba de los paramentos en las esquinas.
- 2) Las catas realizadas muestran un núcleo de buena mampostería cuasi-concertada de granito. En una de las catas el granito apareció bastante degradado por la humedad. Sorprendentemente, se trata de la cata intermedia, lo que hace pensar en una particular mala calida de esa hilada de piedra.
- 3) Dada la falta de unión en las esquinas, los paramentos se han separado del núcleo y están trabajando de forma independiente, lo que explica los abombamientos por pandeo.
- 4) Es preciso unir eficazmente los paramentos al núcleo y para ello se propone un sistema de cosidos a hiladas alternas en todo la altura del pilar, con un total de 6 hiladas.
- 5) Los cosidos se harán sin retirar el zunchado.
- 6) Se emplearán barras corrugadas de acero inoxidable de 10 mm de diámetro y la lechada será de mortero bastardo rico en cemento Portland.
- 7) La intervención propuesta mejorará muy considerablemente el estado del pilar que quedará seguro para soportar las cargas a que está sometido.

Todo lo cual afirmo y rubrico según mi leal saber y entender en Madrid, a 8 de diciembre de 2010.



Firmado:

Santiago Huerta Fernández

Profesor Titular del Departamento de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Arquitectura. Universidad Politécnica de Madrid

7. Bibliografía

Aragon, E. 1909. *Ponts et ouvrages en maçonnerie*. Paris: Dunod et Pinat.

Coulomb, C. A. 1773. Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de Mathématique et de Physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences par Divers Savants et lus dans ses Assemblées* (Paris, 1778). Vol. 7: pp. 343-382.

Dahmann, W. 1985. *Untersuchungen zum Verbessern von mehrschaligen Mauerwerk durch Vernadeln und Injizieren*. (Aus Forschung und Lehre, Heft 19) [Investigaciones sobre la mejora de las fábricas compuestas de varias capas mediante inyecciones]. Karlsruhe: Institut für Tragkonstruktionen. Universität Karlsruhe, 1985.

Heyman, J. 1972. *Coulomb's Memoir on Statics: An Essay in the History of Civil Engineering*. Cambridge: Cambridge University Press. (Reimpr. Londres: Imperial College, 1997)

Heyman, J. 1995. *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*. Colección de ensayos. Editado por S. Huerta. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Heyman, J. 1999. *El esqueleto de piedra. Mecánica de la arquitectura de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera / CEHOPU.

Huerta Fernández, S. 2001a. «Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach» *Historical Constructions. Possibilities of numerical and experimental techniques. Proceedings of the 3rd. International Seminar. Guimaraes 7-9, November*, P. B. Lourenço and P. Roca, eds. Guimaraes: Universidade do Minho, pp. 47-69.

Huerta Fernández, Santiago. 2004. *Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.

Pieper, K. 1983. *Sicherung historischer Bauten* [Consolidación de edificios históricos]. Berlin: Wilhelm Ernst und Sohn.

8. Láminas

(Fotos de P. Fuentes y S. Huerta)

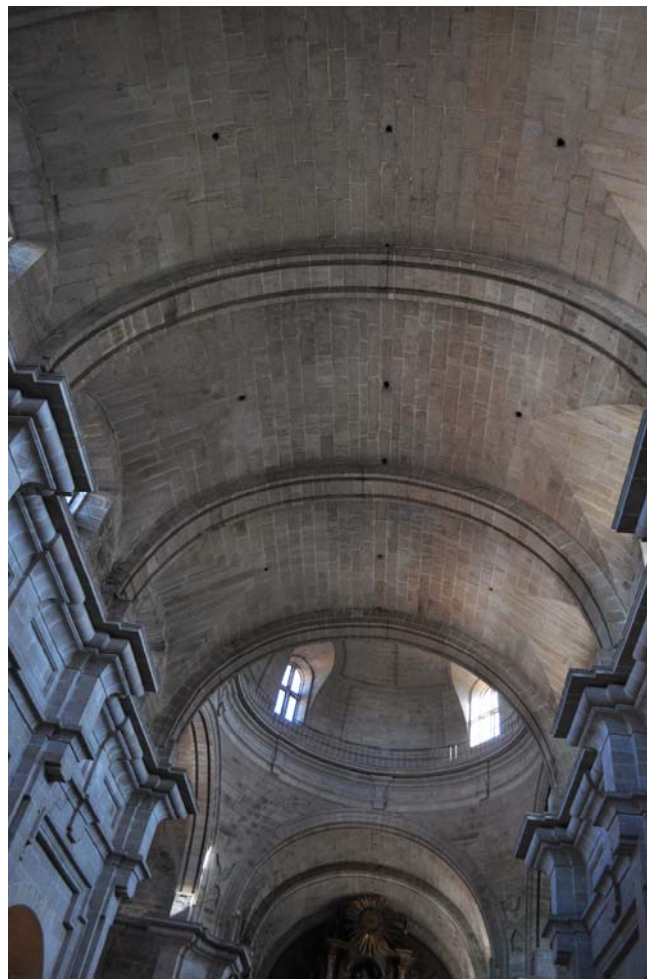


1



2

Vista exterior de la Iglesia de San Francisco. Torre este.



3

Vista interior de la Iglesia de San Francisco.



4

Vista interior de la Iglesia de San Francisco. A la derecha el pilar objeto del informe



5



6

Vistas del pilar



7



8

Vistas del pilar

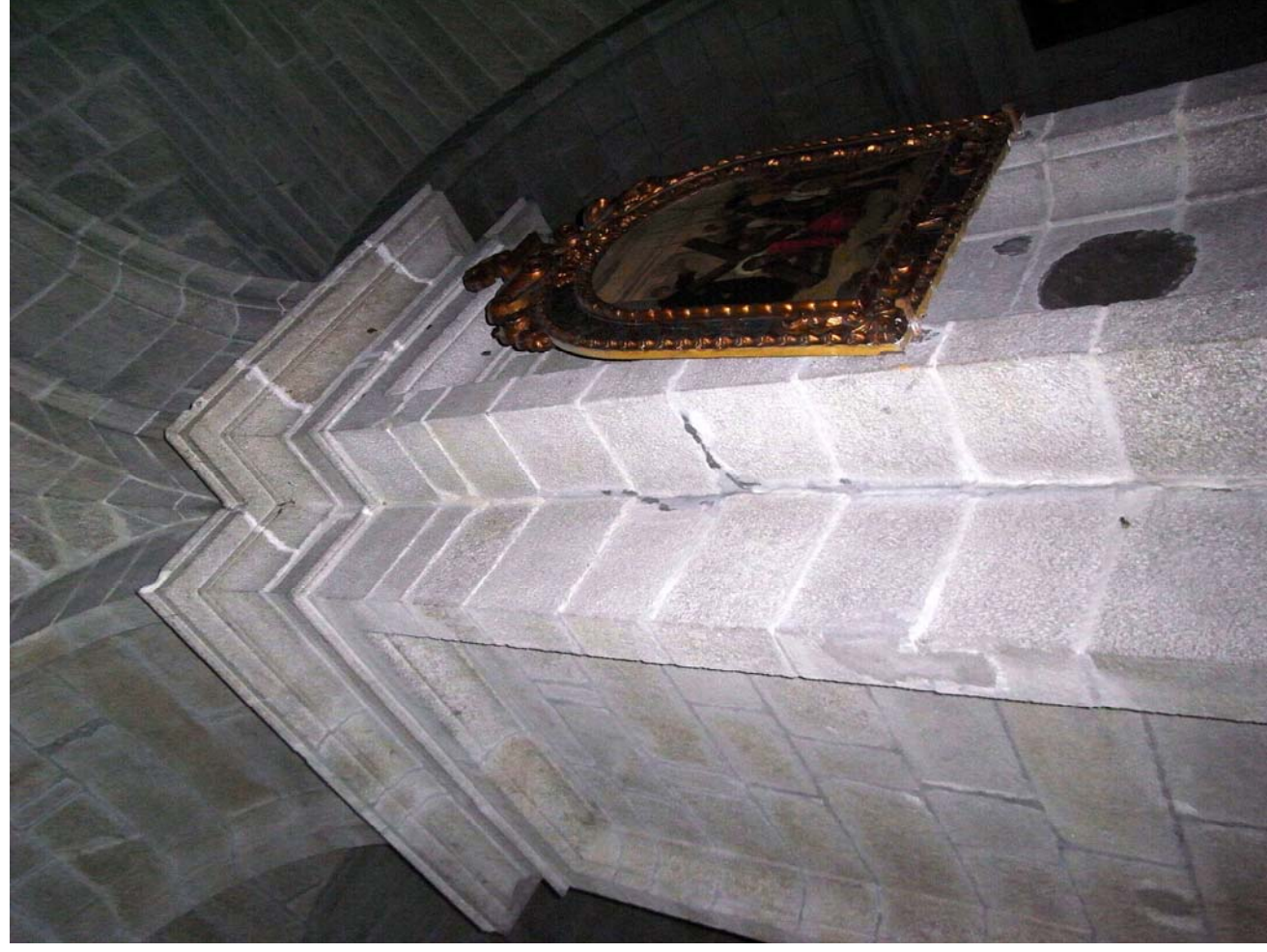


9

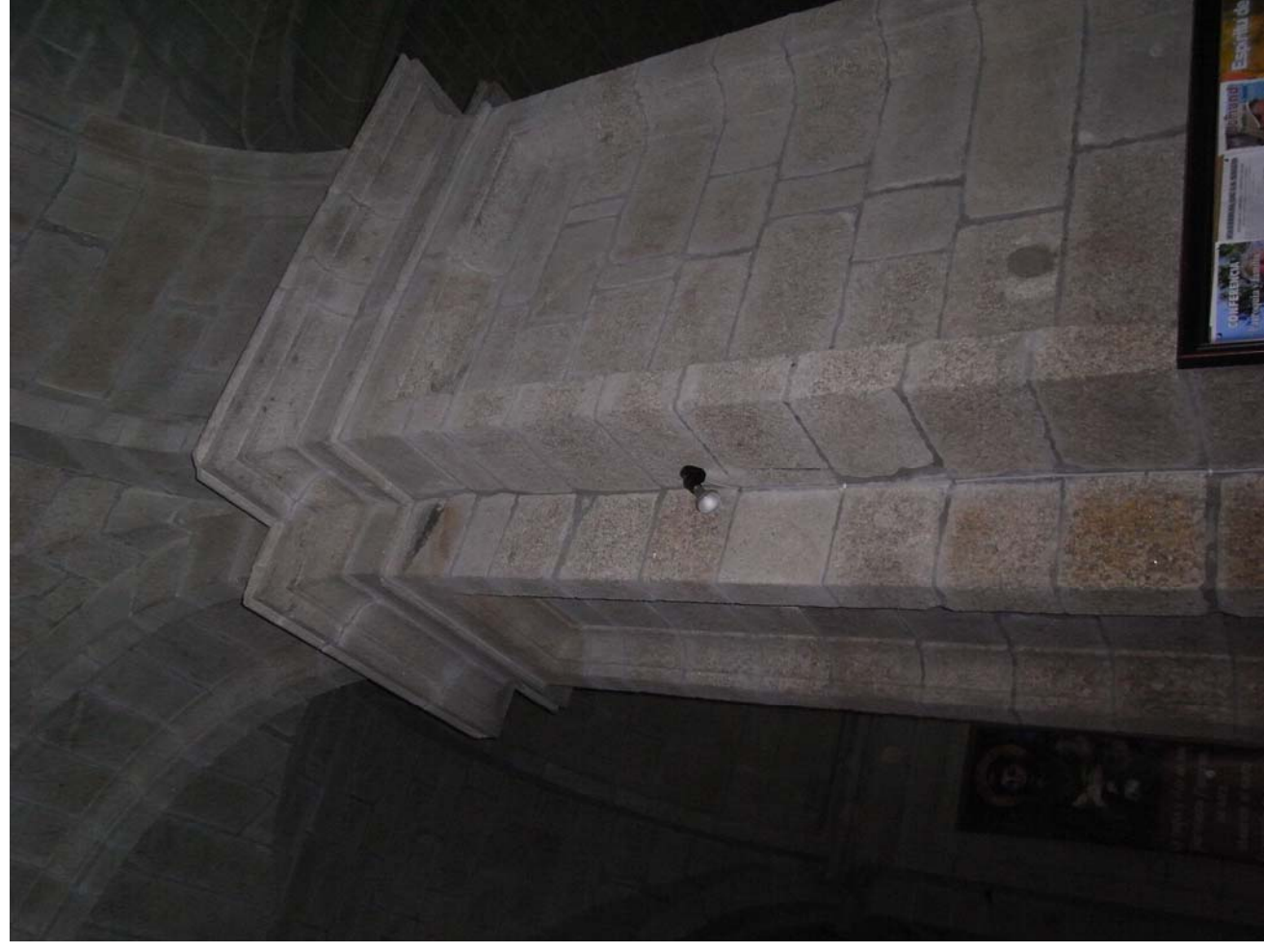


10

Vistas del pilar donde se aprecia la inexistencia de llaves en las esquinas



11

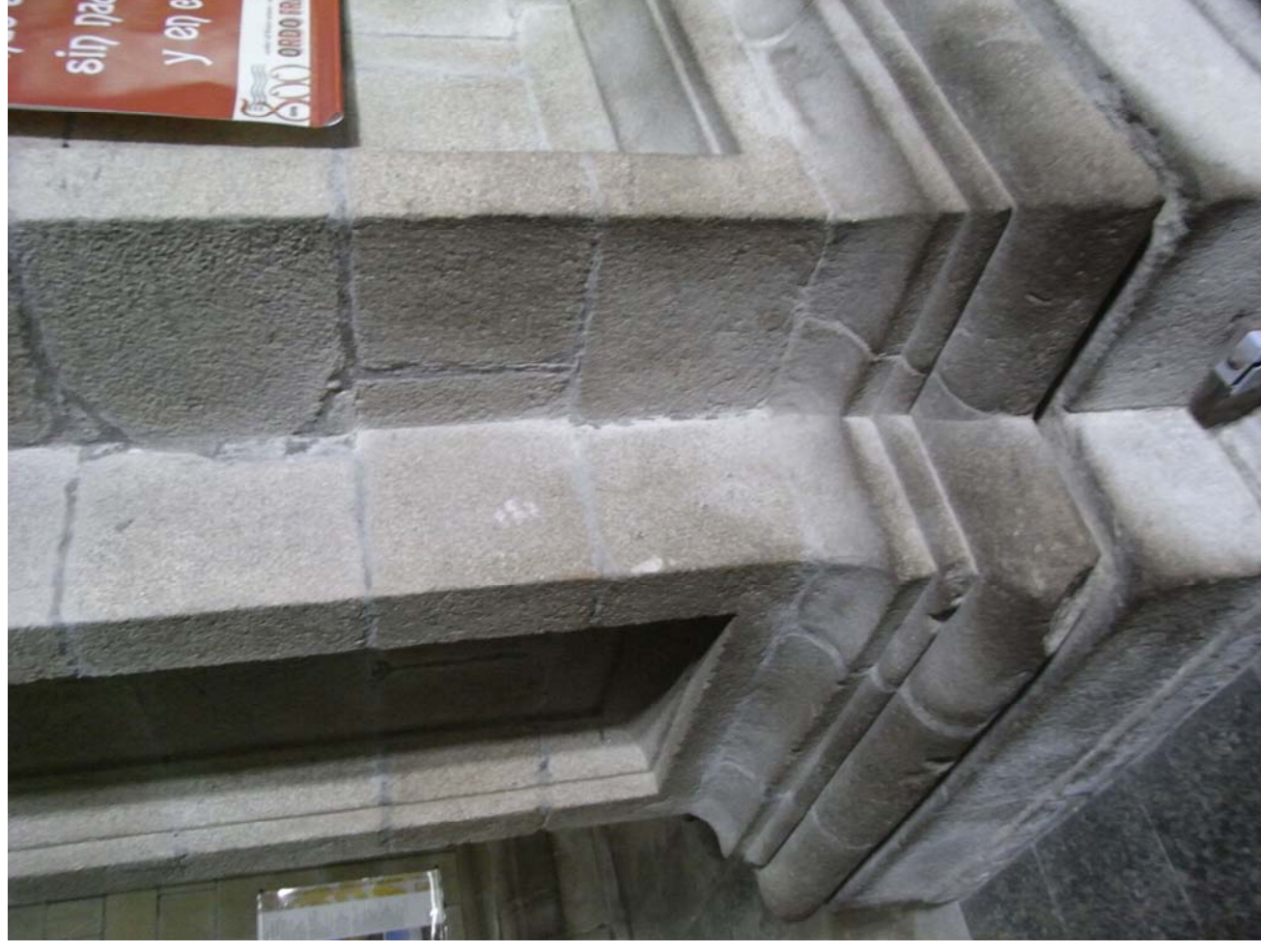


12

Vistas del pilar simétrico (lado oeste), donde se aprecia la inexistencia de llaves en las esquinas



13



14

Vistas de otros pilares, donde si existen llaves en las esquinas



15



16

Vistas del zuncho del pilar



17

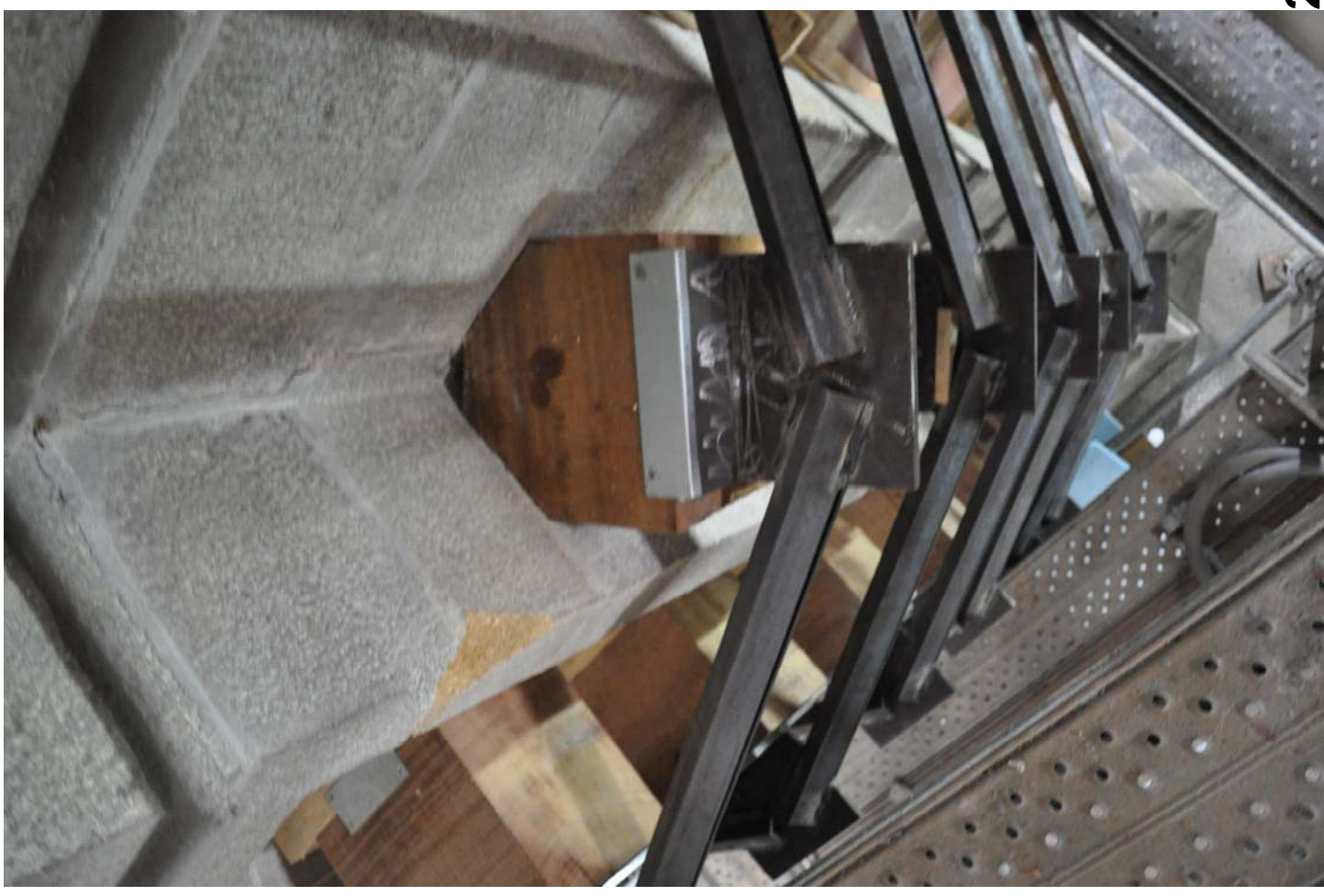


18

Detalles del zuncho del pilar



19



20

Detalles del zuncho del pilar



21



22

Extracción de testigos



23

Testigo extraído de la parte central del pilar



24

Testigo extraído de la parte inferior del pilar



25

Hueco dejado por el testigo donde se puede apreciar el interior del pilar